

論文 高強度コンクリートを用いた RC はりの斜め圧縮破壊に関する実験的研究

小林 央治^{*1}・渡辺 健^{*2}・三木 朋広^{*3}・二羽 淳一郎^{*4}

要旨：超高強度コンクリートを使用することによる斜め圧縮破壊への影響を評価するため、圧縮強度が100MPaを超える超高強度コンクリートを使用してRCはりを作製し、載荷試験を行った。実験結果から、超高強度コンクリート使用下において、斜め圧縮破壊がある一部の領域に集中して発生すること、十分なせん断補強を行うことによりこの集中した圧縮破壊領域が拡大し、RCはりの斜め圧縮破壊耐力が向上することが明らかになった。また、これまでに提案されている斜め圧縮破壊するRCはりの耐力算定式では、耐力を適切に評価するのが困難であることを確認した。

キーワード：斜め圧縮破壊、ウェブ圧縮破壊、高強度コンクリート、せん断補強、せん断耐力

1. はじめに

近年、高性能かつ高強度を有するコンクリートが、実用化されてきている。特に、混和材料の開発に伴う技術の進展は目覚ましく、100MPaを超える超高強度コンクリートの製造も可能となってきている。このような背景の下、高強度コンクリートの性質を十分に活かすために、鉄筋コンクリート部材(以下RC)では、ウェブ厚が薄いI型またはT型断面が使用され、橋梁では軽量化、長大化が可能となっている。また、ウェブ厚の薄肉化に伴い、斜め引張耐力を維持するため、高強度鉄筋による高密度配筋も行われる。このようなRC部材では、斜め圧縮破壊耐力が相対的に低下し、この破壊により終局に至ることが危惧される。

RCはりの斜め圧縮破壊に関する研究は少なく、その挙動については十分に把握されていない。そのため、土木学会コンクリート標準示方書¹⁾でも、特に高強度コンクリートを使用した場合において、過度に安全側に評価する算定式が提示されているのが現状である。

そこで本研究では、高強度コンクリートを用いたRC部材の斜め圧縮破壊の性状を理解することを目的とした。すなわち、圧縮強度100MPaを超える超高強度コンクリートを用いてウェブ厚が薄く十分せん断補強されたRCはりを作製し、載荷試験を行った。そして、超高強度コンクリートを用いたRC部材の斜め圧縮破壊耐力を評価し、その挙動について検討した。さらに、コンクリートに関して異なる圧縮強度を有するRC部材の斜め圧縮破壊と比較することにより、コンクリートの高強度化による斜め圧縮破壊への影響および既存の斜め圧縮破壊算定式の適用性についても検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

表-1に示す通り、供試体はコンクリートの圧縮強度 f'_c (35,65,100MPa)、せん断補強鉄筋比 $r_w(=A_w/(b_w s))(1.0 \sim 4.0\%)$ をパラメータとした。コンクリート圧縮強度35, 65, 100MPaを、それぞれ普通強度、高強度、超高強度と呼ぶこととする。なお、表-1に示したN1, N2, N3, H2, H3は、既に著者ら²⁾によって報告されているものである。

供試体概要を図-1, 表-2に示す。供試体は、斜め圧縮破壊が先行するように設計した。すなわち軸方向には、高強度鉄筋($f_{wy}=1198\text{MPa}$)を配置し、断面形状はI型断面とすることで、十分な終局曲げ耐力を持つように設計した。また、スターラップとして、高強度鉄筋($f_{wy}=954\text{MPa}$)を高密度に配筋することにより、十分な斜め引張破壊耐力を保つようにするとともに、ウェブ厚を薄くすることにより斜め圧縮破壊を先行させた。なお、はり端部での破壊を防ぐため、はり端部のコンクリート断面はマッシュなものとした。

表-1 実験ケース

供試体名	コンクリート圧縮強度 f'_c [MPa]	せん断補強鉄筋比 r_w [%]
N1	35 (普通強度)	1.0
N2		2.0
N3		2.9
H2	65 (高強度)	2.0
H3		2.9
UH2	100 (超高強度)	2.0
UH3		3.0
UH4		4.0

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 助教 Ph.D. (正会員)

*3 神戸大学大学院 工学研究科市民工学専攻 准教授 博(工) (正会員)

*4 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

2.2 使用材料および配合

表 - 3 に使用したコンクリートの示方配合を示す。コンクリートの流動性は、JIS A 1150 : 2001 によるスランブフローを指標とし、混和剤量を調節することにより 650mm で管理した。また、材料分離抵抗性は、増粘剤量を調節することにより管理した。表 - 4 に使用した鋼材の概要を示す。

2.3 載荷方法および測定項目

実験は油圧式 2000kN 耐圧試験機により、 $a/d=3.0$ (せん断スパン 660mm) とする中央 1 点静的単調載荷を行った。支点は可動支点とするため、鋼製ヒンジを用い、試験体と支圧板の間にテフロンシートとシリコングリスからなる減摩パッドを挿入した。

計測項目は、荷重、引張鉄筋およびスターラップのひずみ(計測位置は図 - 4 を参照)、支間中央の変位から支点部の変位の差分として得たたわみである。また、標点間隔 150mm の π 型変位計を側面の曲げ引張側最下部に配置し、曲げひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 試験結果

表 - 5 に、実験結果を示す。また、図 - 2 に、超高強

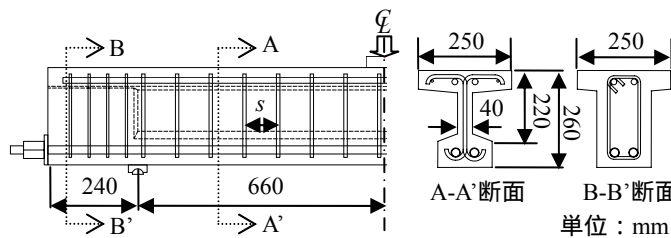


図 - 1 供試体概要図

度コンクリートはり (UH2, UH3, UH4) の荷重 - たわみ関係を示す。図 - 3 には、超高強度コンクリートはり供試体における目視観察可能であった変位 7mm までのひび割れ状況を示す。

(1) 終局までの破壊進展状況

超高強度コンクリートはり供試体全 3 体において、曲げひび割れ発生後、載荷に伴いせん断スパンで相次いでウェブせん断ひび割れが発生した。荷重の増加とともに、曲げひび割れは支間中央から支点方向に分散して発生し、ウェブせん断ひび割れは上下方向にさらに進展した。その後も荷重は上昇を続け、たわみが 6mm 付近からたわみの増加に伴う荷重の増加が小さくなった。荷重増加量は、せん断補強鉄筋量が少ないほど顕著に低下した。たわみの増加とともに、せん断スパン中央付近において圧縮破壊によるコンクリートの剥離が見られ、支間中央付近では曲げせん断ひび割れも生じた。最終的に、圧縮破壊に伴うウェブコンクリートの剥落が観察され、荷重増加が小さくなり終局に至った。最大荷重(以下ピーク)を示した後、斜めひび割れが開口し、荷重が急激に低下した。

実験ではピーク後も載荷を続け、荷重が十分に低下した

表 - 2 供試体概要

項目	記号	値
引張鉄筋断面積 [mm ²]	A_s	774.2
引張鉄筋比 [%]	p_w	8.80
ウェブ幅 [mm]	b_w	40
有効高さ [mm]	d	220
せん断スパン [mm]	a	660
せん断スパン有効高さ比	a/d	3.0
スターラップピッチ [mm]	s	45~90
せん断補強鉄筋比 [%]	r_w	1.0~4.0

表 - 3 コンクリートの配合

コンクリート	粗骨材 最大寸法 [mm]	水結合材比 [%]	空気量 [%]	細骨材率 [%]	単体量 [kg/m ³]						混和剤量 [%]	
					水 W	セメント C	シリカ フェーム CSF	石灰石 微粉末 L	細骨材 S	粗骨材 G	高性能 減水剤 SP^1	増粘剤 V^2
普通強度	15	60	4.5	45.3	175	292	-	249	718	857	1.5	0.20
高強度	15	25	4.5	48.3	165	660	-	-	753	790	1.5	0.10
超高強度	15	20	4.0	44.6	150	675	75	-	672	861	3.0	-

¹: 粉体量(セメント+シリカフェーム+石灰石微粉末)に対する重量百分率, ²: 水に対する重量百分率

表 - 4 鋼材の力学特性

項目	種類	f_y [MPa]
引張鉄筋	SBPD108 D22	1198
圧縮鉄筋	SD295A D16	295~
スターラップ	UB785 UD10	954
端部 スターラップ	SD295A D6	295~
組立鉄筋	SD295A D6	295~

表 - 5 実験結果

供試体名	f'_c [MPa]	f_t [MPa]	E_c [GPa]	P_{fer}^1 [kN]	P_{dcr}^2 [kN]	P_{max} [kN]
N1 ²⁾	33.4	2.50	25.8	25	30	117.2
N2 ²⁾	35.8	2.85	29.4	22	26	123.3
N3 ²⁾	35.0	2.55	28.4	20	23	123.3
H2 ²⁾	73.8	4.27	31.6	31	31	229.1
H3 ²⁾	61.5	3.57	28.8	29	28	215.6
UH2	102.4	6.57	40.8	17	54	274.1
UH3	98.2	6.49	38.2	32	60	289.8
UH4	99.1	6.91	40.8	31	51	335.3

¹ P_{fer} : 曲げひび割れ発生荷重, ² P_{dcr} : 斜めひび割れ発生荷重, ³ P_{max} : 荷重の最大値

たわみが 10mm (UH4 では 11mm) に達した時点で終了した。せん断補強鉄筋量の増加とともに、ピーク値(P_{max})が上昇する傾向が見られ、せん断補強鉄筋量が最も大きい UH4 では、ピーク時のたわみも他の 2 体 (UH2, UH3) に比較し増加した。

図 - 3 に示すように、すべての供試体において、支間中央付近で曲げせん断ひび割れがわずかに発生したが、発生した斜めひび割れはほとんどウェブせん断ひび割れであった。せん断補強鉄筋量の違いによるひび割れ性状の違いはほとんど見られなかった。

(2) 鉄筋のひずみ

実験では、図 - 4 に示す通り、スパン中央における 2 本の引張鉄筋のひずみならびにはり上端から $d/2$ の位置におけるスターラップのひずみを計測している。図 - 5

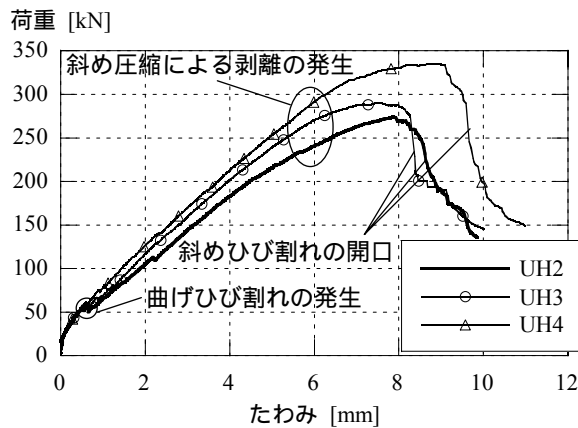


図 - 2 荷重 - たわみ関係

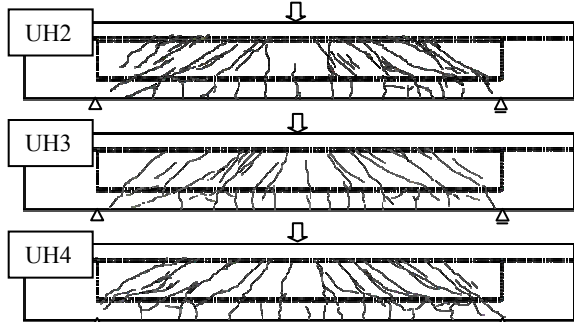


図 - 3 ひび割れ性状 (変位 7mm 時)

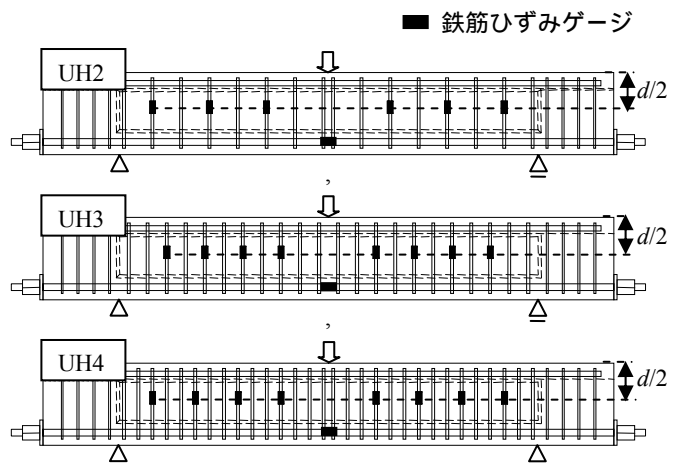


図 - 4 鉄筋ひずみ計測位置

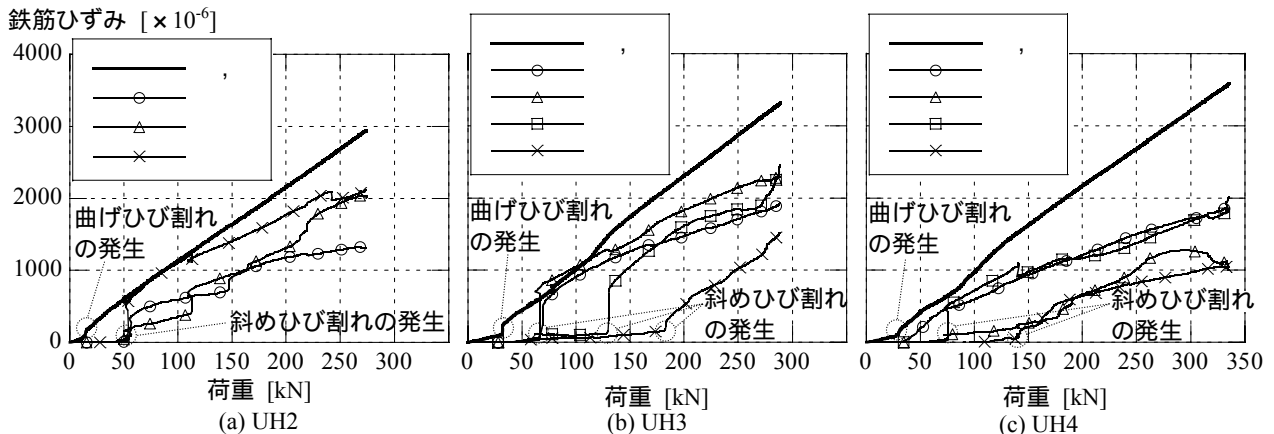


図 - 5 荷重 - 鉄筋ひずみ関係

に、ピークまでの荷重と鉄筋のひずみの関係を示す。図中の番号は、図 - 4 に示すスターラップのひずみゲージの番号をそれぞれ示している。なお、図には、ピーク時に斜め圧縮破壊した側のせん断スパンに配置されたスターラップの結果を示している。

これらの図において、引張鉄筋ひずみの傾きが変化し、ひずみが急増しているのは、曲げひび割れが生じて鉄筋の引張貢献分が大きくなったためである。一方、スターラップのひずみが急増しているのは、ウェブせん断ひび割れがスターラップ部を貫通したことにより、スターラップが斜め引張破壊に対して抵抗し始めたことに起因する。

すべてのケースにおいて、終局に至るまで鉄筋ひずみは漸増し、大きなひずみの低下は見られない。また、すべての鉄筋において降伏ひずみ(引張鉄筋： 5990×10^{-6} 、スターラップ： 4770×10^{-6})に達していない。引張鉄筋、スターラップともに弾性的に機能し、曲げおよび斜め引張破壊に対して、十分抵抗していたことがわかる。

3.2 斜め圧縮破壊耐力の検討

(1) 既往の提案式による算定結果と実験値との比較

RC部材の斜め圧縮破壊耐力は、コンクリート標準示方書¹⁾およびPlacasらの研究³⁾によれば、式(1)(以下示方書式)および式(2)(以下Placas式)により求まる。

$$V_{eq,1} = 1.25 f'_c{}^{1/2} b_w d \quad (1)$$

$$V_{eq,2} = 0.15(6.63 + 1.32 r_w) f'_c{}^{1/2} b_w d \quad (2)$$

ただし、 $V_{eq,1}$ ：示方書式による算定値(N)、 $V_{eq,2}$ ：Placasらの提案式による算定値(N)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (MPa)、 b_w ：ウエブ幅(mm)、 d ：有効高さ(mm)、 r_w ：せん断補強鉄筋比(%)である。

表 - 6 および図 - 6 に、算定結果と実験値を整理したものを示す。示方書式による算定値は、普通強度コンクリートを使用した供試体では、実験値と算定値の比 ($V_{exp}/V_{eq,1}$) が 0.92 ~ 0.95 となり、よく一致した。しかし、高強度・超高強度コンクリートを使用した供試体の $V_{exp}/V_{eq,1}$ は 1.21 ~ 1.53 となり、斜め圧縮破壊耐力を過小評価する結果となった。一方、Placas式では、高強度・超高強度コンクリートを使用した供試体において、実験値と算定値の比 ($V_{exp}/V_{eq,2}$) が 0.95 ~ 1.06 となり、精度良く実験値を再現できたが、普通強度コンクリートを使用した供試体の $V_{exp}/V_{eq,2}$ は 0.72 ~ 0.92 となり、耐力を過大評価する結果となった。

以下では、 f'_c および r_w が、斜め圧縮破壊時のせん断強度 $v_u (=V_u/b_w d)$ に及ぼす影響について考察する。

(2) コンクリートの圧縮強度 f'_c による影響

f'_c による影響は、示方書式、Placas式ともに $f'_c{}^{1/2}$ で表現

表 - 6 実験値と算定値との比較

供試体名	V_{exp} ¹ [kN]	$V_{eq,1}$ ² [kN]	$V_{eq,2}$ ³ [kN]	$V_{exp}/V_{eq,1}$	$V_{exp}/V_{eq,2}$
N1 ²⁾	58.6	63.5	63.6	0.92	0.92
N2 ²⁾	61.6	65.8	76.6	0.94	0.80
N3 ²⁾	123.3	65.1	85.6	0.95	0.72
H2 ²⁾	114.6	94.5	110.0	1.21	1.04
H3 ²⁾	107.8	86.3	113.4	1.25	0.95
UH2	137.0	111.3	129.3	1.23	1.06
UH3	144.9	109.0	144.5	1.33	1.00
UH4	167.6	109.5	163.1	1.53	1.03

¹ V_{exp} ：実験値、² $V_{eq,1}$ ：示方書式算定値、³ $V_{eq,2}$ ：Placas式算定値

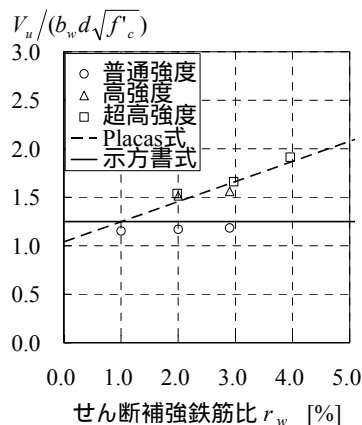


図 - 6 実験値と算定値との比較

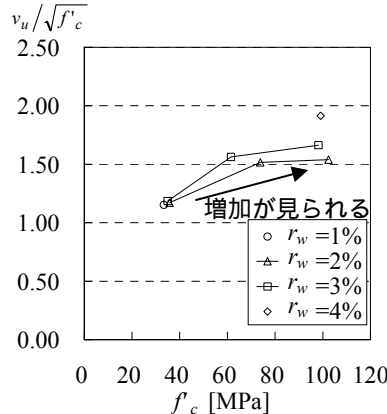


図 - 7 コンクリートの圧縮強度の影響

している。そこで、コンクリートの圧縮強度による影響は、 v_u を $f'_c{}^{1/2}$ で除すことにより検討した。図 - 7 に、 f'_c と $v_u/f'_c{}^{1/2}$ の関係を示す。 f'_c の増加とともに、 $v_u/f'_c{}^{1/2}$ の値が増加しており、提案されている式よりもコンクリートの圧縮強度の影響が大きいことがわかる。また、 $v_u/f'_c{}^{1/2}$ の値の増加は、 $r_w=2\%$ に比べ $r_w=3\%$ の方が大きく、せん断補強鉄筋比の増加とともにコンクリートの圧縮強度の影響が大きくなったと考えられる。

(3) せん断補強鉄筋比 r_w による影響

r_w による影響について、示方書式では考慮しておらず、Placas式では $(6.63+1.32r_w)$ で表現している。そこで、 r_w による影響は、 v_u を $(6.63+1.32r_w)$ で除すことにより検討した。図 - 8 に、 r_w と $v_u/(6.63+1.32r_w)$ の関係を示す。超高強度コンクリートを使用した供試体では、 r_w の変化にかかわらず $v_u/(6.63+1.32r_w)$ の値はほぼ一定値を示しており、 $(6.63+1.32r_w)$ で概ね評価できると考えられる。しかし、普通強度コンクリートを使用した供試体では、 r_w の増加とともに $v_u/(6.63+1.32r_w)$ の値は減少しており、せん断補強鉄筋による耐力の上昇は見られなかった。なお、高強度コンクリートを使用した供試体において、 $v_u/(6.63+1.32r_w)$ の値が大幅に減少しているのは、 f'_c が大きくばらついたためと考える。

(4) まとめ

高強度コンクリートを使用した場合に、安全側に評価するよう定められた示方書式では、高強度化に伴い耐力を過小評価することが確認された。また、普通強度では、せん断補強鉄筋比の影響は見られず、Placas式では耐力を過大評価する結果となった。既往の提案式による算定値は、 f'_c の違いにより実験値との乖離が見られることから、新たな算定法の提案が必要であると考えられる。

3.3 斜め圧縮破壊のメカニズム

(1) 斜め圧縮破壊のメカニズム⁴⁾

示方書式、Placas式は、実験値を参考にして定式化された経験式である。本研究では、図 - 9 に示すように、せん断補強鉄筋と平行な仮想切断面を有するフリーボ

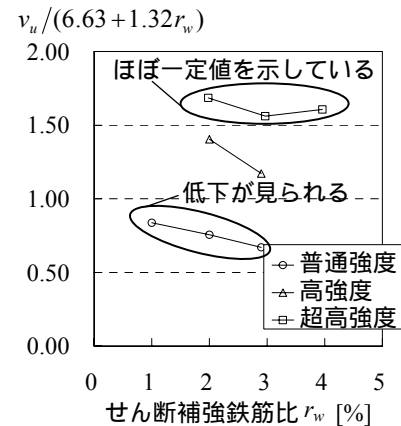


図 - 8 せん断補強鉄筋比の影響

ディーを考えることにより、斜め圧縮破壊耐力を算定することを考える。ここで、せん断補強鉄筋は降伏せず、RC はりは、コンクリートの斜め圧縮破壊によって終局に至ると仮定している。このとき、切断面に作用する内力は、コンクリートの曲げ圧縮力 C' 、引張鉄筋の引張力 T 、ウェブコンクリートの斜め圧縮力 D' となる。図中の jd は応力中心間距離であり、この間のコンクリートが斜め圧縮に抵抗する。鉛直方向の力のつりあいより、斜め圧縮破壊耐力を求めると、式(3)のようになる。

$$V_{eq.3} = D' \sin \theta = b_w jd f''_c \sin \theta \cos \theta \quad (3)$$

ここで、 $V_{eq.3}$ ：斜め圧縮破壊耐力(N)、 θ ：トラス機構での圧縮斜材角度($\cot \theta = 1 \sim 2$)、 b_w ：ウェブ厚(mm)、 jd ：応力中心間距離(mm)($= (7/8)d$)、 f''_c ：斜めひび割れ間でのコンクリートの圧縮強度(MPa)($= 0.7f'_c$)とそれぞれ仮定する。すると、式(3)は、式(4)のように簡略化できる。

$$V_{eq.3} = (0.24 \sim 0.30) b_w d f'_c \quad (4)$$

これより、斜め圧縮破壊耐力を先ほど同様、せん断強度 $v_u (= V_u / b_w d)$ で整理する。式(4)より、 v_u は f'_c に比例するとして、この影響について検討した。

(2) 算定式の適用性

図 - 10 に、 f'_c に対する v_u / f'_c で除した値 (v_u / f'_c) との関係を示す。 v_u / f'_c の値は、0.15 ~ 0.20 に分布しており、式(4)の係数である 0.24 ~ 0.30 より小さい値を示した。これは斜めひび割れ間でのコンクリートの圧縮強度を f'_c の 70% であると仮定した点、斜め圧縮力がひび割れ間で均一に分布していない点などに起因していると考えられる。また、せん断補強鉄筋比が大きい程、 v_u / f'_c の値は大きくなる結果となったが、0.20 より大きくなることはなかった。このことから $v_u / f'_c = 0.20$ は、せん断補強鉄筋比増加による斜め圧縮耐力上昇の限界となっているのではないかと考えられる。

また、コンクリート圧縮強度の増加による耐力の頭打ち傾向が見られた。これは、コンクリートの高強度化に伴い、斜め圧縮破壊(以下圧壊)領域が集中したことが影響したと考えられる。

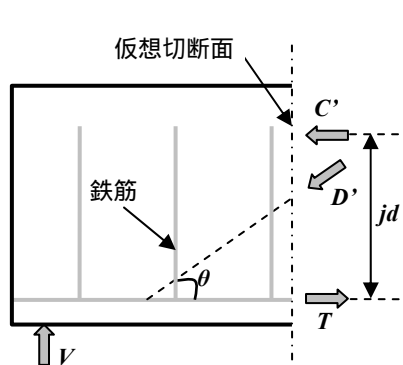


図 - 9 想定するフリーボディー

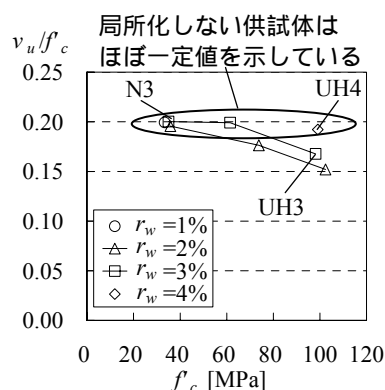


図 - 10 圧壊の局所化による影響

(3) 圧縮破壊領域に対する f'_c および r_w の影響

図 - 11 に、N3, UH3, UH4 の荷重 - たわみ曲線を示す。また、図 - 12 に、これらの供試体のピーク時のひび割れ図を示す。なお、圧縮によると考えられるひび割れを濃く示している。さらに、各たわみに対するスターラップのひずみを各々の下部に示す。図中の点線は、ひずみを計測したスターラップの位置を示す。

図 - 12 より、超高強度コンクリートを使用した UH3, UH4 では、普通強度コンクリートを使用した N3 に比べ、斜め圧壊領域が局所的に発生していることが観察できる。また、せん断補強鉄筋比が大きい UH4 では、UH3 に比べると、圧壊領域が増加する結果となった。

ウェブにおいてコンクリートが圧縮破壊し始めると、コンクリートはせん断力を十分伝達できなくなり、そのせん断力はスターラップにより受け持たれると考えられる。よって、圧壊の進展とともに、圧壊部周辺のスターラップのひずみは増加する。

図 - 12 より、N3 では、プレピークにおいてすべてのスターラップでひずみが漸増している。つまり、スパン内に広く圧壊が生じ、ウェブコンクリートのせん断伝達力の低下分が、スターラップにより受け持たれたことを示している。実際に、たわみ 4mm 前後より圧壊がせん断スパンに広く分布していることを目視により確認している。

一方、コンクリート強度が高い UH3 では、圧壊が生じるたわみ 6mm 前後から圧壊部周辺のスターラップのひずみが急増している。つまり、局所的にウェブコンクリートの圧壊が生じたことにより、そのせん断力は十分伝達されず周辺スターラップにより受け持たれたことを示している。これについても、目視によりたわみ 6mm 前後から圧壊がせん断スパンの一部分においてのみ発生していることを確認している。せん断補強鉄筋比 2% の供試体についても同様の現象が確認された。

また、UH4 は UH3 に比べ広範囲に圧壊が生じ、すべてのスターラップひずみが圧壊の進行とともに順調に増加していることがわかる。これは、せん断補強鉄筋量が多いことから、スターラップによりせん断伝達力が維

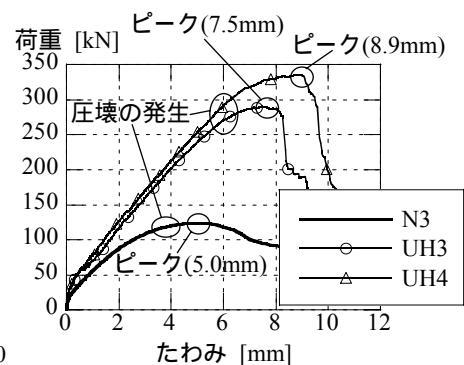


図 - 11 圧壊領域の違いによる荷重 - たわみ曲線の比較

持され、より広範囲に圧壊が広がったことに起因していると考えられる。

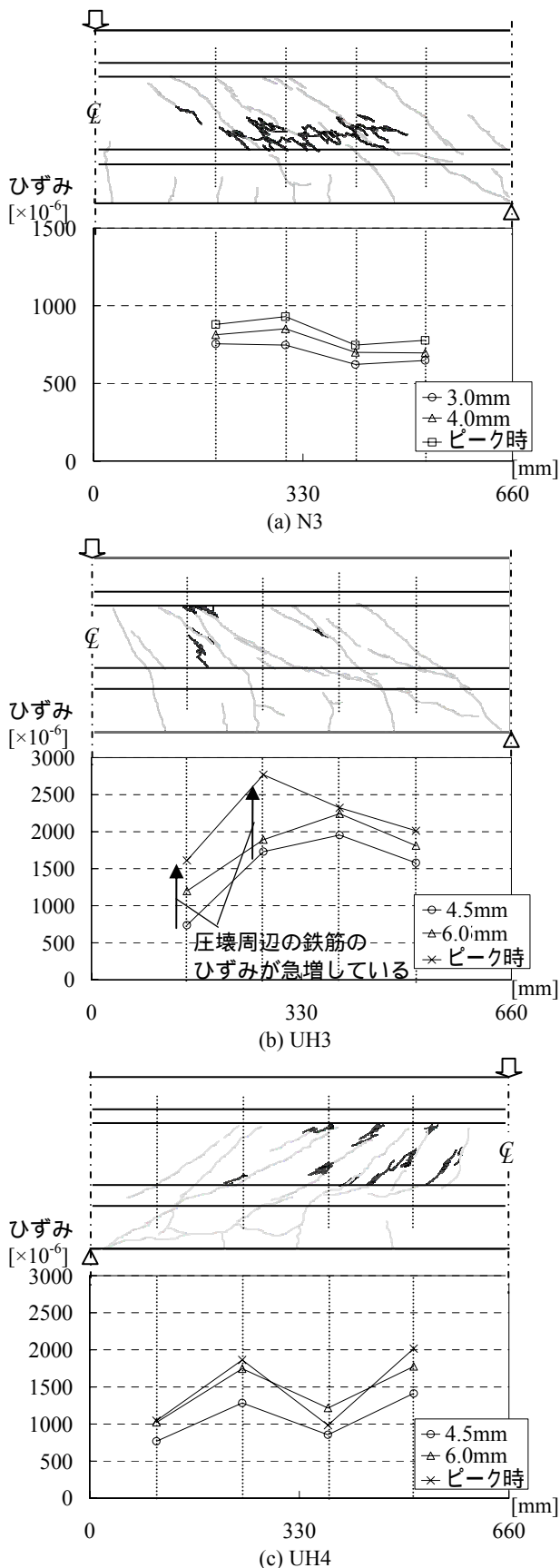


図 - 12 圧壊箇所およびスターラップひずみ変化

(4) まとめ

図 - 12(a)に示すように、圧壊領域がせん断スパンに広く分布しているN3では、図 - 10に示すように、 v_u/f'_c の値は0.20を示したのに対し、圧壊領域が局所化しているUH3, UH4では、0.20よりも小さい値を示した。また、より局所化が顕著であるUH3では、UH4に比べて v_u/f'_c の値は小さくなった。その他の供試体についても、同様の傾向が見られた。つまり、使用するコンクリートの高強度化に伴い、斜め圧縮破壊領域は局所化し、 v_u/f'_c の値は0.20から低下することが確認された。しかし、十分にせん断補強を行うことにより、この圧壊領域は広がり、 v_u/f'_c の値は0.20に近づくことが明らかになった。これより、圧壊領域の局所化が終局耐力に影響したと考える。

図 - 10より、せん断補強鉄筋比が変化しても圧壊が局所化していない場合は耐力に変化が見られないこと、圧壊領域の拡大により v_u/f'_c の値は0.20に近づいたことから、圧壊が局所化しない場合には、 $v_u/f'_c=0.20$ で表現されると考える。

4. まとめ

本研究から以下の知見が得られた。

- 1) 超高強度コンクリートを用いた場合、十分なせん断補強鉄筋を配置することにより、耐力の向上が見られることを確認した。
- 2) 既存の斜め圧縮破壊算定式は、 f'_c の違いにより実験値を適切に評価できないことから、新たな算定式の必要性が示唆された。
- 3) 使用するコンクリートの高強度化により、斜め圧縮破壊領域は局所的に発生し、 v_u/f'_c の値は0.20から低下することが確認された。
- 4) 鉄筋でせん断補強することにより、圧壊領域は増加し、 v_u/f'_c の値は0.20に近づくことが明らかになった。

謝辞

本研究を実施するに当たり、高性能減水剤を提供して頂きましたBASF ポゾリス(株)に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，pp.67-72，2002
- 2) 小林央治，三木朋広，二羽淳一郎：鉄筋コンクリートはりのウェブ圧縮破壊に関する実験的研究，土木学会第62回年次学術講演会，V5-329，pp.657-658，2007.9
- 3) A.Placas, P. E. Regan: Shear Failure of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, Vol.68, No.10, pp.763-774, 1971
- 4) 二羽淳一郎：コンクリート構造の基礎，数理工学社，pp.82-83，2006